基于虚拟柱状等效模型的层状异性地层桩基沉降位移分析

范铮烨[1],朱继文[1],王颖轶[2],黄醒春[2]

(1. 上海城建市政工程集团有限公司,200065 上海;2. 上海交通大学船舶、海洋与土木工程学院,200240 上海)

摘　要:根据层状异性软土地层桩基的力学特性,通过构建虚拟柱状等效模型,采用分层总合方法,推导了桩基轴向变形及桩底沉降位移的理论解,建立了适用于任意层状异性地层及荷载条件下桩基沉降位移的计算方法。研究层状异性地层中桩基沉降位移特性、界面突变现象及其随工程和地质因素的演变规律。结果表明,桩基承载时,桩体截面或桩底土体存在深度随荷载及工程地质参数变化的零轴力水平面,当零轴力面深度小于桩基长度时,桩基处于摩擦承载模式,桩基沉降位移等于截面上部桩体的变形量;反之,桩基处于摩擦与桩端共同承载模式,桩基沉降位移等于桩体变形与桩底沉降的叠加。现场试验结果验证了理论方法的正确性。所建立的层状模型和理论方法能方便地模拟近似水平分布的软土地层及其工程地质参数并可直接推广应用于任意层状异性地层的桩基承载设计计算。

关键词:层状异性地层;桩基承载模式;虚拟柱状等效模型;沉降位移理论解

中图分类号:TU473　　**文献标志码:**A　　**DOI:**10. 11776/j. issn. 1000-4939. 2022. 04. 009

Settlement and displacement analysis of pile foundation based on virtual cylindrical equivalent model in layered anisotropic stratum

FAN Zhengye[1], ZHU Jiwen[1], WANG Yingyi[2], HUANG Xingchun[2]

(1. Shanghai Urban Construction Municipal Engineering (Group), Co., Ltd, 200065 Shanghai, China;
2. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, 200240 Shanghai, China)

Abstract: Based on mechanical characteristics of pile foundation in layered anisotropic soft soil layer, by constructing the virtual cylindrical equivalent model and using the layered summation method, the theoretical solutions of pile axial deformation and pile bottom settlement displacement are deduced, and calculation method of pile foundation settlement displacement suitable for arbitrary layered anisotropic stratum and load conditions is established. The settlement and displacement characteristics of pile foundation in layered anisotropic stratum, the phenomenon of interface mutation and its evolution law with engineering and geological factors are studied. The results show that there is a zero axial force horizontal plane in the pile section or the soil at the bottom of the pile with the depth varying with the load and engineering geological pa-

收稿日期:2020-11-12　　**修回日期:**2021-12-21

基金项目:上海隧道股份科研资助项目(No. SZ-WZJC-2017-01)

通信作者:王颖轶,副研究员。E-mail:wangyingyi@ sjtu. edu. cn

引用格式:范铮烨,朱继文,王颖轶,等. 基于虚拟柱状等效模型的层状异性地层桩基沉降位移分析[J]. 应用力学学报,2022,39(4):683-689,706.

FAN Zhengye, ZHU Jiwen, WANG Yingyi, et al. Settlement and displacement analysis of pile foundation based on virtual cylindrical equivalent model in layered anisotropic stratum[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2022, 39(4):683-689, 706.

rameters. When the depth of the zero axial force plane is less than the length of the pile foundation, the pile foundation is in the friction bearing mode, and the settlement displacement of the pile foundation is equal to the deformation of the pile at the upper part of the section; On the contrary, the pile foundation is in the common bearing mode of friction and pile end, and the settlement displacement of pile foundation is equal to the superposition of pile deformation and pile bottom settlement. The field test results verify the correctness of the theoretical method. The established layered model and theoretical method can easily simulate the soft soil stratum with approximate horizontal distribution and its engineering geological parameters, and can be directly applied to the bearing design and calculation of pile foundation in any layered anisotropic stratum.

Key words: layered anisotropic stratum; bearing model of pile foundation; virtual cylindrical equivalent model; heoretical solution of settlement displacement

桩基工程涉及的软土地层大多是层状分布，由于土体基本结构及其构造形态不同、沉积年代和地质环境差异，地层间的物理力学性质差异巨大，使桩基承载模式的判定、承载力和沉降位移的设计计算更加复杂和不确定。长期以来，为了获得满足工程建设需要的技术和方法，人们对桩基承载特性[1-3]、力学模型[4-6]、沉降理论和计算方法[7-10]等进行了大量研究，取得了许多有实用价值的成果。但由于研究过程中对土体分布、桩土作用、桩底土体荷载传递等过分抽象和简化，使得计算结果与实际现象存在较大差异，实际工程应用中，必须采用现场试桩的抽样调查方法进行检验以确保桩基承载力和沉降位移控制的可靠性和安全性。

王荣勇[11]、柳林齐[12]等通过假定土体为等效各向同性且其物理力学参数可处理为土体分层厚度的加权平均值，建立均质各向同性软土地层等效桩基承载模型和一维虚拟柱状结构等效模型，建立了桩基承载模式的计算判定方法及不同承载模式下桩基沉降位移的统一理论解。该方法把土体处理为均质各向同性体使得计算所得桩体受力和变形分布与实际问题存在差异，且偏差随土体各向异性程度的差异增大，甚至导致桩基承载模式判别的错误影响设计计算结果的可靠性乃至正确性。

本研究在充分考虑工程区域土体物理力学参数的各向异性特性、层状分布的基本特征，将地层处理为沿水平面叠合的层状异性地层（每层地层内的物理力学参数相同，沿深度方向呈分段变化），通过沿深度方向分段离散的建模方法，建立层状异性地层特点的虚拟柱状结构等效模型，进而建立更加符合工程实际的层状异性复合地层桩基承载力及沉降位移的理论解。

1　层状地层桩基受力特点与建模

1.1　层状地层桩基承载特征

由于土体呈水平层状分布，每一层土体具有不同的物理力学性质（参数）且各土层厚度不同，施工扰动前土体的初始应力场为沿铅垂方向的自重应力（主应力）和沿水平向的侧应力。其中，水平向应力沿深度呈现以地层接触面为界面的分段不连续分布形态。工程计算中，通常仅考虑桩基承载后的受力和变形问题，即认为桩基承载前桩土处于无相对位移趋势的相对平衡状态。桩基承载时，桩周表面与土体之间将产生相对位移趋势，作用于桩侧的水平力呈现分段不连续分布状态，从而桩侧摩阻力呈现以层面为界的非连续分布状态。

由于桩基承载力部分来自桩侧摩阻力，桩体轴力沿深度分布同样具有以地层接触面为界面的分段形态。考虑桩顶荷载自上而下的连续传递特性，桩体轴力同样会呈现分段折现分布形态。

1.2　基本假设

根据土体性质和上述桩基受力特征，做出如下假设。

1）桩基存在多种承载模式且与荷载相关。

2）仅考虑荷载引起的桩基位移增量。

3）忽略土体中孔隙水压力。

4）地层界面近似处理成水平分布，地层体系为正交异性。

5）桩下土体视为弹性状态。

1.3　力学模型及其适用性

假定桩基所在地层可划分为 m 层，地层工程地

质参数为$\{\mu_i,\varphi_i,\gamma_i,C_i,\Delta H_i\}(i=1,2,\cdots,m)$，根据分层总合方法，建立桩基模型及其理论解。

1.3.1 层状地层桩基位移模型

实际工程中，地层通常处于非整合或非水平整合状态，但对于单桩影响范围内层面的标高差很小。为简化计算，将地层分界面处理为水平面任意第 i 层土体的工程地质参数$\{E_i,m_i,C_i,\varphi_i,\gamma_i,\Delta H_i\}(i=1,2,\cdots,m)$，则层状异性地层中桩体变形模型如图 1 所示。图中，P 为桩顶结构荷载，kN；H 为桩体长度，m；z_{m-1}为第 $m-1$ 层土体底面深度，m；N_z为任意深度 z 对应桩体内力，kN。

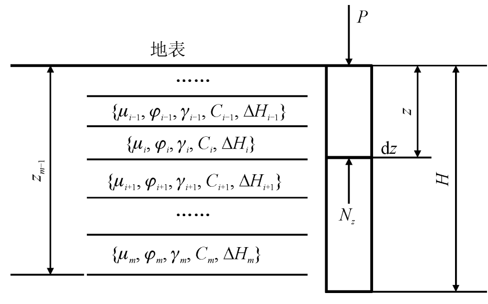


图 1 层状土体中桩基变形理论模型

Fig. 1 Model of pile foundation deformation in layered anisotropic stratum

1.3.2 桩底地基模型

以桩底为原点，取局部坐标系 S，并参照文献[11-12]，桩底竖向位移力学模型如图 2 所示。

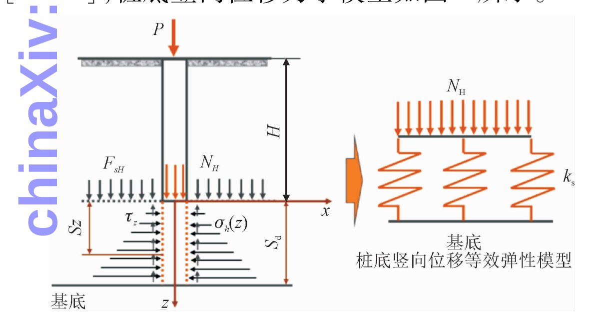


图 2 桩底沉降力学模型

Fig. 2 Mechanical model of pile bottom settlement

1.3.3 模型合理性

1）桩基变形计算模型中，将土体分层处理，分层考虑土体的物理力学性质参数，可方便模拟任意 m 层层状异性地基桩基承载和变形问题。

2）桩体轴力和变形采用沿深度方向的微元体 dz 描述，能很好地适应分层分段结构的模拟机损。

3）桩下土体采用虚拟柱状结构一维等效模型，通过模型 k 值获得选取方式，可很好地模拟任意线弹性和非线弹性问题，使结果更加符合工程实际。

4）根据结构的连续性和位移协调性，上述 2 个模型合并可以很好地进行桩基轴力分区分布和位移分段累加计算。

2 桩基位移理论解

2.1 桩基变形位移

根据上述基本假定，图 2 所示土体层状异性分布状态下，任意层 m 对应的剪应力则可表达为

$$\tau_m(z)=\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}\gamma_i\Delta H_i+\gamma_m\left(z-\sum_{i=1}^{m-1}\Delta H_i\right)\right]+C_m \tag{1}$$

整理得

$$\tau_m(z)=\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i+\gamma_m z\right]+C_m \tag{2}$$

根据静力平衡，任意层位对应深度的桩体截面轴力可表达为

$$N_m(z)=-\int_0^z \pi D\tau_m(z)\,\mathrm{d}z \tag{3}$$

$$\begin{aligned}N_m(z)&=-\pi D\int_0^z\left\{\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i+\gamma_m z\right]+C_m\right\}\mathrm{d}z\\&=-\pi D\left\{\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i z+\frac{1}{2}\gamma_m z^2\right]+C_m z\right\}+C_1\end{aligned} \tag{4}$$

$z=0$，$N_m(0)=P$，从而 $C_1=P$

$$N_m(z)=P-\pi D\left\{\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i z+\frac{1}{2}\gamma_m z^2\right]+C_m z\right\} \tag{5}$$

图 1 中所示任意微段 dz 的变形为

$$\Delta U_m(z)=-\frac{N_m(z)}{EA}\mathrm{d}z \tag{6}$$

上述式中，下标 m 为土层自上而下的顺序编号；$\{\mu_m,\varphi_m,\gamma_m,C_m\}$为对应土层的地质参数。将式(5)代入式(6)并积分，得

$$U_m(z) = \int_0^z \frac{1}{EA}\left(\pi D\left\{\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m\left[\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i z+\frac{1}{2}\gamma_m z^2\right]+C_m z\right\}-P\right)dz \tag{7}$$

令：$L=\pi D$，$\lambda_m=\frac{\mu_m}{1-\mu_m}\tan\varphi_m$，对式(7)积分得桩基轴向变形分布计算式(8)。

$$U_m(z) = \frac{1}{EA}\left\{\frac{1}{6}L\lambda_m\gamma_m z^3 + \frac{L}{2}\left[\lambda_m\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i+C_m\right]z^2-Pz\right\}+C_1 \tag{8}$$

令 $\xi_m=\frac{L}{2}\left[\lambda_m\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i+C_m\right]$，$\eta_m=\frac{1}{6}L\lambda_m\gamma_m$，式(8)可简写为

$$U_m(z)=\frac{1}{EA}\{\eta_m z^3+\xi_m z^2-Pz\}+C_1 \tag{9}$$

设桩基零轴力临界断面深度为 z_0，当 $z=z_0(z_0\leqslant H)$，$U_m(z)=0$，则

$$C_1=-\frac{1}{EA}\{\eta_m z_0^3+\xi_m z_0^2-Pz_0\}$$

层状异性地层桩基变形位移可表达为

$$U_m(z)=\frac{1}{EA}\left[\eta_m(z^3-z_0^3)+\xi_m(z^2-z_0^2)-P(z-z_0)\right] \tag{10}$$

桩顶最大位移($z=0$)为

$$U_{\max}(z)=\frac{1}{EA}(Pz_0-\xi_m z_0^2-\eta_m z_0^3) \tag{11}$$

2.2 桩底沉降位移

以下标 d 表示桩基底部，则土体参数为$\{\varphi_d,\mu_d,\gamma_d,C_d\}$。根据图 2 所示的计算模型，对应局部坐标系 s 的桩底下部土体扰动影响深度及虚拟柱状结构轴力如下。

$$\tau(s)=\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(F_{sH}+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d \tag{12}$$

$$F(s)=-\int_0^s \pi D\tau(s)ds = -\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\int_0^s[(F_{sH}+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d]ds \tag{13}$$

取平均容重 γ_{av}，则 $F_{sH}=\gamma_{av}H$。

$$F(s)=-\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\int_0^s[(\gamma_{av}H+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d]ds = -\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\left[\gamma_{av}H\tan\varphi_d s+\frac{1}{2}\gamma_d\tan\varphi_d s^2+C_d s\right]+C_0 \tag{14}$$

当 $z=0$，$F(s)=N_H$，$C_0=N_H$。

$$F(s)=N_H-\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\left[\gamma_{av}H\tan\varphi_d s+\frac{1}{2}\gamma_d\tan\varphi_d s^2+C_d s\right] \tag{15}$$

令 $\alpha_d=\frac{\pi D\mu_d}{2(1-\mu_d)}\gamma_d\tan\varphi_d$，$\xi_d=\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}(\gamma_{av}H\tan\varphi_d+C_d)$，式(15)可表达为

$$F(s)=N_H-\alpha_d s^2-\xi_d s \tag{16}$$

令 $F(s)=0$，则

$$\alpha_d s^2+\xi_d s-N_H=0 \tag{17}$$

$$S_d=z=\frac{-\xi_d\pm\sqrt{\xi_d^2+4\alpha_d N_H}}{2\alpha_d} \tag{18}$$

考虑 S_d的正定性

$$S_d=\frac{-\xi_d+\sqrt{\xi_d^2+4\alpha_d N_H}}{2\alpha_d} \tag{19}$$

参照图 2 进行等效换算

$$\frac{N_H}{k_s}=\int_0^{S_d}\frac{F(s)}{E_sA}ds$$

$$k_s=\frac{N_H E_s A}{\int_0^{S_d}F(s)ds} \tag{20}$$

将式(16)代入式(20)积分并整理得

$$k_s=\frac{N_H E_s A}{N_H S_d-\frac{1}{3}\alpha_d S_d^3-\frac{1}{2}\xi_d S_d^2} \tag{21}$$

$$U_d=\frac{N_H}{k_s}=\frac{N_H S_d-\frac{1}{3}\alpha_d S_d^3-\frac{1}{2}\xi_d S_d^2}{E_s A} \tag{22}$$

2.3 桩基的沉降位移

桩基及其下部土体承载过程中，总存在一个竖向作用力为零的平面(定义为中性面)，当中性面深度小于桩基长度时，桩基处于摩擦承载模式；反之，桩基处于摩擦与桩端共同承载模式。令式(5)中 $N_m(z)=0$，则中性截面深度可由式(23)表达。

$$\frac{1}{2}L\lambda_m\gamma_m z^2+L\left[\lambda_m\sum_{i=1}^{m-1}(\gamma_i-\gamma_m)\Delta H_i+C_m\right]z-P=0 \tag{23}$$

代入前述中间变量 ξ 、η ，式(23)可表达为

$$3\eta_m z_0^2 + 2\xi_m z_0 - P = 0 \tag{24}$$

解方程(24)并考虑 z_0 值的正定性，中性断面的深度值为

$$z_0 = \frac{-\xi_m + \sqrt{\xi_m^2 + 3\eta_m P}}{3\eta_m} \tag{25}$$

根据上述研究结果，桩基的沉降位移可表达为

$$U(z)=\begin{cases}\dfrac{1}{EA}\{\eta_m(z^3-H^3)+\xi_m(z^2-H^2)-P(z-H)\}+\dfrac{N_H S_d-\dfrac{1}{3}\alpha_d S_d^3-\dfrac{1}{2}\xi_d S_d^2}{E_s A_s} & z_0\geqslant H,0\leqslant z\leqslant H\\ \dfrac{1}{EA}\{\eta_m(z^3-z_0^3)+\xi_m(z^2-z_0^2)-P(z-z_0)\} & z_0<H,0\leqslant z\leqslant z_0\\ 0 & z_0<H,z_0<z\leqslant H\end{cases} \tag{27}$$

$$U(z)=\begin{cases}U_m(z)+U_d & z_0\geqslant H,0\leqslant z\leqslant H\\ U_m(z) & z_0<H,0\leqslant z\leqslant z_0\\ 0 & z_0<H,z_0<z\leqslant H\end{cases} \tag{26}$$

式中：$U_m(z)$ 为桩体的变形；U_d 为桩底相对于下部土体的位移。

桩体变形位移可以统一表达为

3 桩基位移特性及工程因素的敏感性

上述层状异性地层桩基位移计算公式的推导过程中，未对地层层数做任何限制，因此这些公式适用于任意有限多层状地层桩基位移问题。为方便计算分析，在确保计算结果能反映层状地层桩基位移的特性，设桩基区域地层可划分为 5 层，取上部 4 层土体，厚度均为 15 m，4 层总计厚度 60 m；第 5 层厚度为 40 m（确保虚拟柱状结构的零位移点不大于第 5 层土体厚度）。

3.1 沉降位移特性

3.1.1 计算参数

以长三角某基坑混凝土桩基工程为例，计算参数如表 1 所示。同时，取桩顶荷载 $P=\{3\ 000, 4\ 500, 6\ 000, 7\ 500, 9\ 000, 10\ 500, 12\ 000, 13\ 500, 15\ 000\}$ kN，分别研究桩基承载模式及其对应沉降位移特性。

3.1.2 桩基承载模式判断

由式(25)可获得桩基零轴力断面深度 z_0 随桩顶荷载 P 的变化如图 3 所示。

结果显示，在桩基几何与物理参数、土体物理力学参数确定的前提下，随着桩顶荷载增大，中性面深度相应增大，桩基承载模式从摩擦承载逐步向摩擦及桩端共同承载模式转化。对应于桩长 60 m，图中橙色圆点即为桩基摩擦承载的极限点（$z_0=60$ m），此时对应的桩顶荷载为 8 500 kN。$P\leqslant 8\ 500$ kN，桩基摩擦承载；$P>8\ 500$ kN，桩基复合承载。

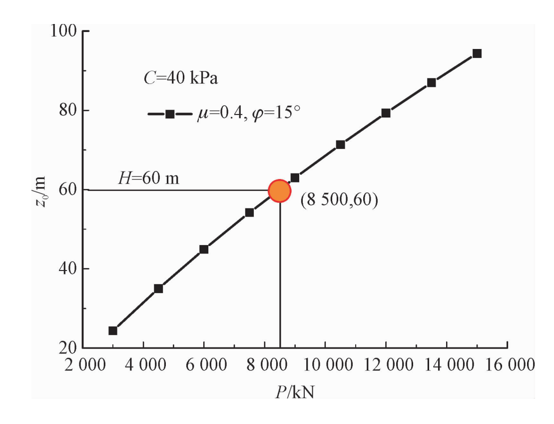


图 3 中性截面深度 z_0 随 P 的变化曲线

Fig. 3 Variation curve of neutral section depth z_0 with P

表 1 桩基几何及材料参数

Tab. 1 Geometry and material parameters of pile foundation

参数名称	土体				
	Ⅰ层	Ⅱ层	Ⅲ层	Ⅳ层	Ⅴ层
内摩擦角/(°)	8	10	12	15	16
黏结力/kPa	20	15	30	35	40
泊松比	0.25	0.3	0.33	0.35	0.4
容重/(kN · m^{-3})	1.80	1.78	1.81	1.88	1.89
变形模量/MPa	2.4	5.0	6.0	6.5	10.5
参数名称	**桩基**				
直径/mm	900				
长度/m	60				
断面积/m^2	0.636 17				
弹性模量/GPa	30				

3.1.3 位移特性分析

根据图 3 结果，将计算荷载 P 分成 2 部分，选择对应承载模式下的位移计算方法。

$P=\{3\ 000, 4\ 500, 6\ 000, 7\ 500, 9\ 000\}$ kN 选用摩擦承载模式对应的位移算式；$P=\{10\ 500, 12\ 000, 13\ 500, 15\ 000\}$ kN 选用摩擦与桩端共同承载模式对应的位移算式。计算结果如图 4 所示。

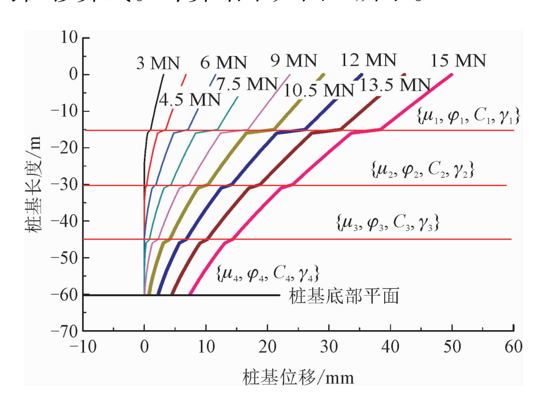


图 4　层状异性地层桩基位移空间分布

Fig. 4　Spatial distribution of pile foundation displacement in layered anisotropic stratum

结果显示：位移沿桩基深度呈二次曲线分布，在地层交界面上位移呈现阶梯式变化；虚线表示桩基仅处于摩擦承载模式，对应于桩基底部平面深度，沉降位移为零，即桩基不产生刚体下沉位移，桩基的位移仅有桩体的形变位移；实线对应摩擦与桩端共同承载模式，桩基底部平面出现大于零的桩体竖向刚体位移，且位移值随桩顶荷载增大而增大，桩基的位移等于桩体形变位移与整体沉降（刚体）的累加；层状地层界面决定了桩基竖向位移的折线形态，不因其承载模式发生改变。

3.2　工程及环境因素的敏感性

桩基从施工到服役的整个生命周期中，施工扰动、人工降水、地面环境变化等可能对桩周土体的泊松比、内摩擦角、内聚力等产生影响，从而有可能导致桩基承载模式乃至承载力的变化。

从定性分析的角度出发，将层状异性地层退化为各向同性地层，以设计荷载 $P=13\ 500$ kN 为例，给定极限桩顶荷载条件，分析 $\mu=\{0.2, 0.3, 0.4, 0.5\}$ 对应的位移随土体内摩擦角变化。

图 5 是由式(25)计算获得的桩基零轴力面深度随土体参数的变化。结果显示，z_0-φ 关系为一簇随泊松比变化的曲线；反之，z_0-φ 曲线上移，桩基承载力减小。同样，图 6 显示，桩顶沉降位移与土体内摩擦角关系 $U_{\max}$-φ 是一簇随泊松比变化的曲线，泊松比增大则曲线下移；反之，$U_{\max}$-φ 曲线上移，位移增大。

土体内摩擦角与泊松比通常受施工扰动和地表环境因素的影响，且两者的变化规律随环境参数呈相反趋势。工程建设及施工组织设计中宜统筹兼顾、综合优化。

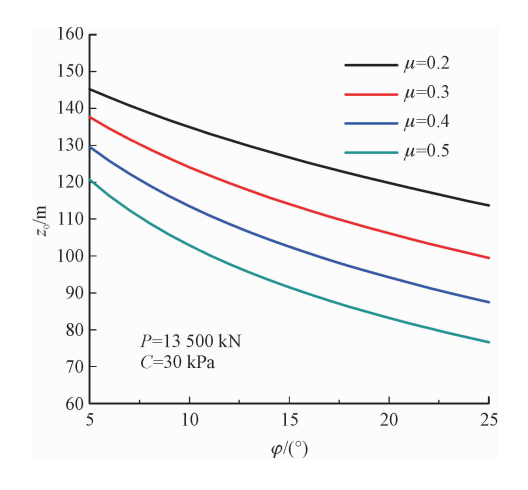


图 5　z_0 随摩擦角的变化

Fig. 5　The variation law of z_0 with friction angle

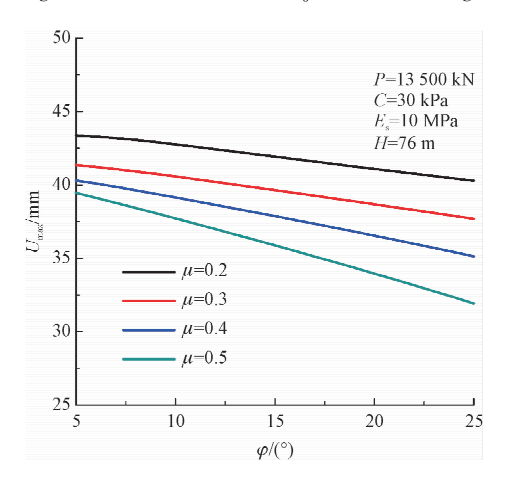


图 6　桩顶沉降位移随土体参数变化

Fig. 6　Settlement displacement of pile top varies with soil parameter

4　实例分析

4.1　计算参数

以某机场综合体超大深基坑工程为例。基坑长度 375.5 m，最大宽度 57.3 m，最大开挖深度16.074 m。采用工程灌注桩，桩径 900 mm，平均桩长 76.62 m。工程区域地层土体物理力学参数及设计成桩参数分别如表 2、表 3 所示。

表 2　土体物理力学参数[11]

Tab. 2　Physical and mechanical parameters of soil[11]

层序	土层名称	平均厚度/m	φ/(°)	E/MPa	C/kPa	γ/(kN·m⁻³)
$(1)_1$	黏土	7.70	17.45	4.20	20.15	18.03
$(2)_1$	淤泥	7.70	17.45	4.20	20.15	18.03
$(2)_{1-1}$	细砂	7.70	17.45	4.20	20.15	18.03
$(2)_2$	淤泥	15.70	10.25	2.00	20.35	17.1
$(2)_{2-1}$	细砂	18.85	15.1	8.17	33.67	17.83
$(3)_1$	淤泥质黏土	18.85	15.1	8.17	33.67	17.83
$(3)_{2-1}$	细砂	18.85	15.1	8.17	33.67	17.83
$(4)_1$	黏土	15.55	14.43	5.25	53.75	19.00
$(4)_2$	黏土	15.55	14.43	5.25	53.75	19.00
$(5)_1$	粉质黏土	14.45	17.35	6.00	41.50	19.10

表 3　工程桩成桩参数

Tab. 3　Pile forming parameters of engineering piles

桩径/mm	地坪标高/m	桩长/m	混凝土强度	变形模量/GPa	充盈系数	桩端持力层
900	3.14	76.62	水下 C45	30	1.01	砂卵石层

模拟计算荷载 $P=\{0,2\,784,4\,176,5\,558,6\,960,8\,352,9\,744,11\,136,12\,528,13\,920\}$ kN。

4.2　结果比较

由式(25)得 $P=10\,500$ kN 时，桩基处于摩擦承载模式的临界状态；最大荷载 $P_{max}=13\,920$ kN 时，$z_0=67$ m。荷载区间内，桩基处于摩擦承载模式。理论计算结果与工程现场桩基试验结果比较如图 7 所示。

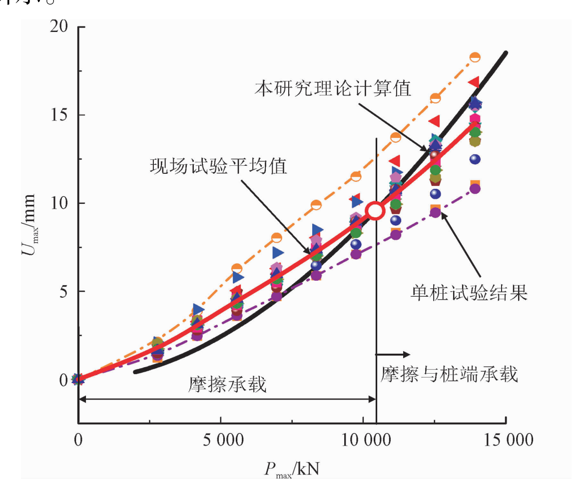


图 7　位移理论值与试验值比较

Fig. 7　The theoretical displacement value is compared withtesting results

图中的散点为桩基现场试验结果，红色粗实线为现场试验结果的算术平均值，黑色粗实线为本研究理论计算结果。结果显示：在荷载取值范围内，本研究理论计算结果基本位于原位试验结果的包络线内；理论曲线的斜率略高于试验结果平均值的分布曲线斜率；尽管在不同承载状态下计算结果与理论值有细小差别，但总体上能满足工程要求，且随荷载增大计算位移略大于试验结果，计算结果的应用偏于安全。

5　结　论

本研究基于复合软土地层的结构特征，采用分层综合和桩底地层虚拟柱状结构等效模型，建立了层状异性地层桩基轴力和沉降位移理论解。结果表明，桩基承载时，桩体截面或桩底土体存在深度随荷载及工程地质参数变化的中性点，其值小于桩长，桩基处于摩擦承载模式，桩基竖向位移为桩体的形变位移；反之，桩基处于摩擦与桩端共同承载模式；桩基位移沿地层深度呈跳跃式分段曲线状，在地层交界面上位移呈现阶梯式变化。

参考文献：

[1]　许崧，阎长虹，许宝田. 砂土地层中桩基受力特征试验分析[J]. 工程地质学报，2013，21(4)：577-582.
XU Song, YAN Changhong, XU Baotian. In-situ test and analysis on mechanical characteristics of piles in sands[J]. Journal of engineering geology, 2013, 21(4): 577-582(in Chinese).

[2]　邓会元，戴国亮，龚维明，等. 不同平衡堆载条件下桩基承载特性的原位试验研究[J]. 岩土力学，2015，36(11)：3063-3070.
DENG Huiyuan, DAI Guoliang, GONG Weiming, et al. In situ experimental study of bearing characteristics of pile foundation under different balanced surcharges[J]. Rock and soil mechanics, 2015, 36(11): 3063-3070(in Chinese).

[3]　张乾青. 软土地基桩基受力性状和沉降特性试验与理论研究[D]. 杭州：浙江大学，2012.

[4]　胥为捷. 软土地基桩基负摩阻力简化计算方法[J]. 水运工程，2011(11)：222-226.
XU Weijie. Simplified calculation method for negative friction on piles in soft soil foundation [J]. Port & waterway engineering, 2011(11): 222-226(in Chinese).

[5]　林心. 群桩基础流变效应分析[J]. 广东水利水电，2013(11)：41-43.
LIN Xin. Analysis on rheological effect of pile group foundation[J]. Guangdong water resources and hydropower, 2013(11): 41-43(in Chinese).

(下转第 706 页)